

# مطالعه آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح پشت‌به‌پشت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

مریم رحیمی<sup>۱</sup>، علیرضا فیروزفر<sup>۲</sup>، حمید علی الهی<sup>۳\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، زنجان، زنجان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

۳- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران

[maryam.rahimi@znu.ac.ir](mailto:maryam.rahimi@znu.ac.ir)

[firoozfar@znu.ac.ir](mailto:firoozfar@znu.ac.ir)

[h.alielahi@iauz.ac.ir](mailto:h.alielahi@iauz.ac.ir)\*

## چکیده

در این مطالعه با بهره‌گیری از منحنی‌های شکنندگی به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار خاک مسلح پشت به پشت به روش احتمالاتی پرداخته و اثر طول همپوشانی تسمه فلزی بر میزان آسیب پذیری این نوع دیوارها بررسی شده است. بدین منظور، دیوار خاک مسلح پشت به پشت با نرم افزار تفاضل محدود FLAC2D شبیه‌سازی شده و با مدل فیزیکی میز لرزه اعتبار سنجی شده است. سپس با استفاده از نتایج تحلیل غیر خطی فزآینده، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی برحسب معیارهای شدت لرزه‌ای PGA و PGV تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک استخراج شده است. نتایج به‌دست آمده علاوه بر فراهم نمودن امکان پیش‌بینی احتمال آسیب‌پذیری دیوار در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، نشان می‌دهد که افزایش طول تسمه‌ها از مقدار ۰/۶۵ به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (افزایش طول همپوشانی از ۰/۳ تا ۰/۷ ارتفاع دیوار) تا ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود ۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، احتمال آسیب‌های لرزه‌ای این نوع دیوارها را کاهش می‌دهد.

## کلمات کلیدی

منحنی‌های شکنندگی، دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت، آسیب پذیری لرزه‌ای، مدل‌سازی عددی، زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک.

## Study on Seismic Vulnerability of the Back-to-Back MSE Walls Using Fragility Curves

### Abstract

In this research, the seismic behavior of the back-to-back MSE walls has been assessed in a probabilistic approach using the fragility curves and the effect of the overlapping length of the metal strips on the vulnerability of this type of walls has been investigated. To this end, the back-to-back MSE walls are simulated using FLAC2D finite difference program, and validated with a shaking table physical model test. So, using the results of nonlinear incremental analysis, fragility curves are analytically extracted based on PGA and PGV intensity measures under far-field and near-fault earthquakes. The obtained results, in addition to providing the possibility of predicting the vulnerability of the wall in different seismic intensities, indicate that increasing the length of the metal strips from 0.65 to 0.85 of the wall height (increasing the overlapping length from 0.3 to 0.7 wall height), reduces the probability of seismic damage up to 35% in the far-field and by about 50% in the near-fault earthquakes, respectively.

### KEYWORDS

Fragility curves, Back-to-back MSE walls, Seismic vulnerability, Earthquakes, Numerical modeling, Near Field and Far Field Earthquakes.

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت که در آیین‌نامه بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا<sup>۱</sup> از آن به اختصار تحت عنوان دیوارهای BBMS<sup>۲</sup> نام برده می‌شود، نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموماً در کوله تکیه‌گاه دو طرف پل‌ها و شیروانی‌ها استفاده می‌شوند. نوپا بودن این تکنولوژی با وجود توسعه کاربری و عدم قناعت دانش فنی موضوع به خصوص در شرایط دینامیکی، لزوم دستیابی به شناخت کافی از عملکرد این سیستم را مسجل می‌سازد. از معدود مطالعات انجام‌شده در این زمینه، می‌توان به مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزار FLAC<sup>۳</sup> توسط هاردیانته و ترانگ<sup>۴</sup> [۱] اشاره نمود. نتایج مطالعات آنها نشان داد که در دیوارهای خاک مسلح معمولی (MSE) که رانش دینامیکی به سمت نمای دیوار عمل کرده و جابجایی فقط در جهت گسیختگی صورت می‌گیرد، دیوارهای پشت به پشت در هنگام زلزله قادر به حرکت در هر دو طرف هستند. همچنین جابجایی در بالای دیوار بیشتر از جابجایی پای دیوار بوده است. ضمن این‌که جابجایی‌ها به صورت خطی با افزایش شتاب زلزله، افزایش می‌یابند. نتیجه مطالعات محمد جبری و بن مبارک<sup>۵</sup> [۲] هم حاکی از حرکت دیوارها در دو جهت مخالف به همراه توزیع تغییر شکل متفاوت در ارتفاع دیوار بود. یزدان‌دوست و همکاران [۳] با انجام آزمایش میز لرزه در مقیاس کوچک بر روی دیوار پشت به پشت مسلح با تسمه‌های فلزی، به بررسی اثر طول همپوشانی مسلح‌کننده‌ها، نحوه‌ی چیدمان مسلح‌کننده‌ها بر روی توزیع نیروی کششی در طول مسلح‌کننده‌ها، تغییر مکان ماندگار و مکانیزم انتشار باندهای برشی پرداختند. این محققین نشان دادند که استفاده از مسلح‌کننده با طول همپوشانی بیشتر در مقایسه با حالت بدون همپوشانی (با طول کامل مسلح‌کننده بین دو دیوار پشت به پشت)، تأثیر بهتری بر کاهش بزرگنمایی شتاب داشته، اما در مکانیزم شکست تأثیرگذار نبوده و هندسه سطح شکست تنها به ترتیب اتصال دو دیوار روبروی یکدیگر بستگی دارد. همچنین افزایش فاصله دیوارها از یکدیگر منجر به افزایش کلی پروفیل جابجایی جانبی شده به طوری که با جدایی کامل دیوارها از یکدیگر، جابجایی جانبی به حداکثر مقدار خود می‌رسد. توسعه روش‌های مناسب بهسازی لرزه‌ای و ارزیابی لرزه‌خیزی و آسیب‌پذیری سازه‌ها تا حد زیادی می‌تواند میزان تلفات و خسارات ناشی از زلزله را کنترل نماید. حصول عملکرد مناسب لرزه‌ای در گروهی این موضوع است که مقاومت و ظرفیت‌های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه باشد [۴]. مناسب‌ترین نحوه‌ی نمایش نیاز لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌باشد [۵-۷]. اولین بار، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای جهت جلوگیری از آسیب دیدگی سازه‌های پراهمیت هسته‌ای در هنگام زلزله، در سال ۱۹۸۰ برای نیروگاه هسته‌ای تولید و ارائه شدند. در واقع، کاربرد اصلی منحنی‌های شکنندگی در ارزیابی عملکرد سازه‌ها از نظر سطح تحمل نیروهای لرزه‌ای و تعیین ضوابط ساخت و ساز در مناطق لرزه‌خیز و مقاوم‌سازی موردنیاز به منظور کاهش سطح خسارت به سازه و تعیین ضریب ایمنی سازه‌ها است. این منحنی‌ها همچنین با ارزیابی خطرات زلزله و تخمین خسارات مالی محتمل، نقش مهمی در صنعت بیمه در جهت ارائه پوشش بیمه‌ای مناسب برای سازه‌ها دارند. این امر، علاوه بر بهینه‌سازی مدیریت ریسک سرمایه‌گذاری می‌تواند اقدام موثری در قیمت‌گذاری پوشش‌های بیمه‌ای لازم در راستای حفاظت از سازه‌ها باشد.

مریاما و همکاران [۸] با استفاده از اطلاعات و گزارش خرابی‌های به‌دست آمده از شبکه لرزه‌نگاری بزرگراه‌های ژاپن با استخراج دو منحنی شکنندگی بر حسب حداکثر سرعت زمین (PGV) دریافتند که آسیب جدی که ترافیک عادی را در بزرگراه مختل می‌کند، ممکن است زمانی رخ دهد که PGV از حدود تقریبی ۴۵ سانتی‌متر بر ثانیه فراتر رود. ارگیروودیس<sup>۶</sup> و همکاران [۹] به ارزیابی سطح خسارت بر حسب محدوده نشست ایجاد شده در تکیه‌گاه‌های پل بر حسب نوع خاک پرداختند. علی‌الهی و رابطی مقدم [۱۰] و جعفریان و میرایی [۱۱] آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوار اسکله بلوکی را بر مبنای معیارهای خرابی راهنمای لرزه‌ای اسکله‌ها [۱۲] بررسی نمودند. کوستینی و بوزونی<sup>۷</sup> [۱۳] به مدل‌سازی عددی سازه‌های نگهبان موجود در شبکه جاده‌ای ایتالیا بر حسب ویژگی‌های هندسی دیوارها نظیر شکل و ارتفاع پرداخته و پاسخ سازه بر حسب جابجایی و چرخش را به‌عنوان معیاری برای کارایی و عملکرد سازه پس از زلزله برحسب زلزله‌های رخ داده در منطقه مرکزی ایتالیا به دست آوردند.

با مرور ادبیات فنی می‌توان مشاهده نمود که مطالعات محدودی در زمینه رفتار لرزه‌ای و منحنی‌های شکنندگی دیوارهای خاک مسلح بخصوص دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت انجام شده است. لذا در این تحقیق با هدف ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این نوع دیوارها، یک دیوار خاک مسلح پشت به پشت با تسمه‌های فولادی با استفاده از نرم‌افزار FLAC شبیه‌سازی شده است. برای انجام مطالعات پارامتری و ارائه منحنی‌های شکنندگی، ابعاد هندسی، چیدمان و نحوه تسلیح و پارامترهای مدل بر اساس مدل فیزیکی

یزدان دوست و همکاران [۳] در نظر گرفته شده که منطبق بر توصیه آیین‌نامه‌های رایج در این زمینه است. به جهت نوع کاربری و حساسیت این نوع دیوارها، با استفاده از انتخاب معیار آسیب حداکثر جابجایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش برای سازه تعریف شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت حرکات نیرومند زمین در دو حوزه زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک انجام شده است. سپس به استناد به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به تهیه و استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و بررسی احتمال خسارت وارد به دیوار مورد مطالعه پرداخته شده است.

## ۲- معرفی تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۸</sup> و شاخص خرابی

استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی مستلزم انجام تعداد زیادی از تحلیل‌های غیرخطی است که در آنها پاسخ ناشی از رفتار غیرخطی مصالح و هندسه سازه در نظر گرفته شود. بدین منظور، سازه تحت مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله مقیاس شده متناسب و همخوان با شرایط ساختگاه قرار می‌گیرد تا مجموعه داده‌های مورد نیاز برای ایجاد ارتباط بین یکی از مشخصه‌های زمین‌لرزه (IM)<sup>۹</sup> و پارامتر نیاز مهندسی (EDP)<sup>۱۰</sup> تکمیل شود. علیرغم ثابت بودن محتوای فرکانسی و مدت زمان هر رکورد، تحلیل دینامیکی فزاینده اطلاعات ارزشمندی از وضعیت و طبیعت پاسخ سازه در سطوح مختلف شدت زلزله ارائه می‌نماید که توجیهی بر گسترش بهره‌گیری از این روش علی‌رغم دشواری و زمان‌بر بودن آن است.

یکی از جنبه‌های مهم هر شاخص شدت، همبستگی آن با آسیب مشاهده شده در زلزله‌های واقعی است. مروری بر ادبیات فنی نشان می‌دهد که ارزیابی شکنندگی برای مشکلات ساختاری و ژئوتکنیکی به طور کلی بر اساس کمیت‌های اسکالر است و روال معمول در این زمینه، تعریف حداکثر شتاب افقی زمین (PGA)<sup>۱۱</sup> به عنوان معیار شدت لرزه‌ای می‌باشد [۱۴، ۱۵]. شتاب‌های افقی معمولاً به علت رابطه طبیعی آن‌ها با نیروهای اینرسی جهت تشریح حرکات زمین استفاده می‌شوند. اگرچه پارامتر شتاب به‌تنهایی قادر به بیان پیچیدگی‌های حرکت زمین نبوده و اطلاعات دقیقی از مفاهیم وابسته به محتوای فرکانسی یا مدت حرکت ارائه نمی‌کند، اما به‌عنوان شاخص طراحی سازه‌هایی نظیر پل‌ها در زمره مهم‌ترین پارامترهای طراحی و تحلیل‌های لرزه‌ای محسوب می‌شود [۱۳، ۱۵]. از طرف دیگر، به طور معمول دیوارهای خاک مسلح تغییر شکل‌های بزرگی را در حین زلزله تجربه خواهند نمود که کنترل دقیق این تغییرشکل‌ها برای جلوگیری از عملکرد نامطلوب آنها در طی بارهای لرزه‌ای ضروری است. نتایج مطالعات محققینی نظیر فوکیشما و هایاشی [۱۶]<sup>۱۲</sup>، شفیع‌زاده [۱۷] و مولیالی و همکاران [۱۸]<sup>۱۳</sup>، نشان می‌دهد که اغلب در زلزله‌های میدان نزدیک، شدت‌های مبتنی بر سرعت می‌تواند همبستگی قوی‌تری با تقاضاهای تغییرشکل داشته باشند. همچنین اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و تجمع انرژی زلزله در مولفه‌های سرعت در محدوده‌های فرکانس بالای زلزله‌های میدان نزدیک مشهودتر می‌باشد [۱۹]. بر این اساس و به جهت بحرانی بودن کنترل تغییرشکل در سازه‌های حساسی نظیر کوله‌پل‌ها، برای پوشش عدم قطعیت‌های ذاتی مرتبط با ماهیت تصادفی زلزله، در این مطالعه مجموعه رکوردهای طبیعی زلزله پس از بی‌بعد شدن در راستای شدت لرزه‌ای PGA از شدت حداکثر شتاب صفر تا g با گام‌های افزایشی ۰/۱g و شدت لرزه‌ای PGV، از شدت حداکثر سرعت صفر تا ۱۰۰ سانتی‌متر بر ثانیه با گام‌های افزایشی ۱۰ سانتی‌متر بر ثانیه طبقه بندی شدند.

با این‌که به طور خاص معیارهای کنترل جابجایی دیوارهای خاک مسلح در شرایط استاتیکی در استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلفی ارائه شده [۲۰] اما صرفاً در تعداد محدودی از دستورالعمل‌های طراحی به معیار مشخصی برای کنترل جابجایی در شرایط لرزه‌ای اشاره شده است. هانگ و همکارانش [۲۱]<sup>۱۴</sup> محدوده ۲-۵ درصد از ارتفاع دیوار را به عنوان محدوده گذار از جابجایی متوسط تا خسارت فاجعه بار در دیوارهای خاک مسلح بیان نمودند. کووانو و همکاران [۲۲]<sup>۱۵</sup> در بررسی عملکرد ۱۶۰۰ دیوار خاک مسلح در خلال زلزله سال ۲۰۱۱ توهوکو، نشان دادند که کمتر از یک درصد از دیوارهای خاک مسلح در این زلزله دچار آسیب جدی شدند و در بیشتر از ۹۰ درصد آنها آسیبی مشاهده نشده است. ژانگ و همکارانش [۲۳]<sup>۱۶</sup> در مطالعه نتایج زلزله منطقه سیچوان<sup>۱۷</sup> سه سطح عملکردی در محدوده ۱ درصد، ۳/۵ درصد و ۶ درصد ارتفاع دیوار معرفی کردند. ژو و همکارانش [۲۰]<sup>۱۸</sup>، مقداری معادل ۴ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان پارامتر کنترل جابجایی دیوار بیان کردند. در این راستا استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلف نیز در این خصوص مشخصات خاصی تعریف نمودند. آیین‌نامه بزرگراه‌های آمریکا [۲۴] و آیین‌نامه AASHTO<sup>۱۹</sup> [۲۵] این نسبت را بین ۴ تا ۹ درصد ارتفاع دیوار تعیین نمودند. در حالی‌که انجمن ملی بتن و مصالح ساختمانی آمریکا [۲۶]<sup>۲۰</sup>، ۳/۵ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان شاخص کنترل دیوارهای خاک مسلح با

بلوک‌های مدولار<sup>۲۱</sup> پیشنهاد داده است. مرکز تحقیقات عمرانی و ساختمانی عمومی (ژاپن)<sup>[۲۷]</sup>، ۳ درصد ارتفاع دیوار را حد کنترل جابجایی همه انواع دیوارها اعلام نموده است. همچنین موسسه استاندارد انگلستان<sup>[۲۸]</sup>، ۵ درصد ارتفاع دیوار را به‌عنوان شاخص کنترل در نظر می‌گیرد. وزارت حمل و نقل ایالت واشنگتن (ایالات متحده آمریکا)<sup>[۲۹]</sup>، شاخص کنترل جابجایی دیوارهای خاک مسلح با نمای بتنی را ۴ درصد (در ۳ متر) عنوان نمود. بررسی آزمایش میز لرزه توسط لی و همکاران<sup>[۳۰]</sup> هم نشان داد که اگرچه با افزایش شتاب حداکثر، ترک و نشست زیادی در دیوارها اتفاق می‌افتاد، اما آسیب قابل توجهی در دیوارها رخ نداده‌است. نتایج آزمایش‌های انجام شده کنترل جابجایی در دیوارهای خاک مسلح با بلوک مدولار تحت بارگذاری لرزه‌ای افقی این محققین منجر به معرفی شاخص جابجایی ۳/۸ درصد ارتفاع دیوار برای این نوع دیوارها شد. در این پژوهش، بر اساس مطالعات و پیشنهادهای مختلف ارائه شده، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش در مقادیر جابجایی صفر، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به‌عنوان شاخص‌های خرابی دیوار خاک مسلح پشت به پشت برای استخراج منحنی‌های شکنندگی انتخاب و مد نظر قرار گرفته است.

### ۳- مدل‌سازی عددی و اعتبارسنجی

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، مدل عددی دوبعدی دیوار خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC ساخته شده است. همچنین کالیبره نمودن رفتار مصالح و شرایط مرزی در تحلیل‌های پاسخ زمین، از مهم‌ترین گام‌های اولیه هر مدل‌سازی عددی محسوب می‌شوند. از طرفی استفاده از مدل‌های فیزیکی نیز برای درک رفتار نزدیک به واقعیت سازه‌های ژئوتکنیک و ارزیابی مدل‌های عددی و تحلیلی کاربرد فراوانی دارند. لذا در این مطالعه به منظور صحت‌سنجی مدل عددی، ابتدا یک مدل کوچک مقیاس بر اساس ابعاد، اندازه و مشخصات یکی از مدل‌های فیزیکی انجام شده توسط یزدان دوست و همکاران شبیه‌سازی شده (مدل با مقیاس آزمایشگاهی) و پس از تطبیق نتایج و اعتبارسنجی مدل عددی، مطالعات پارامتری و تحلیل دینامیکی بر روی مدل بزرگ مقیاس انجام گرفته است (جدول ۱). لازم به ذکر است که به‌دلیل امکان صحت‌سنجی مناسب مابین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش میز لرزه، محدودیت‌هایی به جهت انتخاب ابعاد مدل‌سازی عددی و خصوصیات رفتاری مصالح در مدل لحاظ گردیده است. جهت تدقیق شرایط انتقال موج و جلوگیری از فیلتر شدن امواج با فرکانس‌های بالا، ابعاد هر المان با رعایت توصیه کولیمر و لیسمر<sup>[۳۱]</sup> (  $\Delta L \leq \frac{V_s \min}{(8-10)f}$  )، ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مدل رفتاری مورکولمب<sup>۲۶</sup> در جدول ۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است در روند اعتبارسنجی مدل عددی با نتایج آزمایش میز لرزه، استفاده از مدل رفتاری یاد شده به همراه ۵ درصد میرایی رایلی دارای بیشترین تطابق با نتایج مطالعه یزدان دوست و همکاران بوده است. به منظور کنترل عدم ایجاد تشدید در مدل و همچنین لزوم اعمال میرایی رایلی در فرکانس طبیعی سیستم، با فعال نمودن تحریک دینامیکی ارتعاش آزاد، با اعمال شتاب معادل گرانش زمین و محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، فرکانس طبیعی مدل در مدل کوچک مقیاس معادل ۱۰/۳ هرتز به‌دست آمده است. مشخصات و پارامترهای تسمه‌های فلزی به کاررفته در مدل اصلی و مدل مقیاس شده در این مرجع به همراه مقادیر استخراج شده به منظور مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین جهت تطابق با مدل مرجع مورد نظر اثرات مربوط به فشار آب منفذی در مدل لحاظ نشده است.

جدول ۱: ابعاد هندسی مدل‌سازی فیزیکی [۳] و عددی

ابعاد مدل مقیاس کوچک (متر)	ابعاد مدل مقیاس بزرگ (متر)	
۱/۸۲	۱۸/۲	طول پی
۰/۲	۲	ارتفاع پی
۰/۰۴	۰/۴	عمق مدفون پی
۰/۶	۶	طول خاکریز مسلح دیوار
۰/۶	۶	ارتفاع دیوار خاک مسلح

جدول ۲: مشخصات پارامترهای خاکی مدل سازی فیزیکی [۳] و عددی

پارامترهای مصالح خاکی میز لرزه (ماسه سیلتی با وزن مخصوص ۲/۶۶)		پارامترهای مصالح خاکی فونداسیون در مدل		پارامترهای مصالح خاکی دیوار در مدل	
FLAC		FLAC		FLAC	
۱۶/۶	حداکثر وزن واحد خشک [kN/ m <sup>3</sup> ]	۱۵۹۰	وزن مخصوص [kg/ m <sup>3</sup> ]	۱۶۳۰	وزن مخصوص [kg/ m <sup>3</sup> ]
۱۴/۶	حداقل وزن واحد خشک [kN/ m <sup>3</sup> ]	۲۴۷۰	مدول بالک [kPa]	۳۲۱۰	مدول بالک [kPa]
۴	چسبندگی [kPa]	۱۱۴۰	مدول برشی [kPa]	۱۴۸۰	مدول برشی [kPa]
۴۱-۴۵	زاویه اصطکاک حداکثر در تراکم ۶۵ درصد [°]	۴	چسبندگی [kPa]	۴	چسبندگی [kPa]
۴۴-۴۷	زاویه اصطکاک حداکثر در تراکم ۸۵ درصد [°]	۴۱	زاویه اصطکاک [°]	۴۵	زاویه اصطکاک [°]
۵-۷	زاویه اتساع در تراکم ۶۵ درصد [°]	۵	زاویه اتساع [°]	۸	زاویه اتساع [°]
۸-۹	زاویه اتساع در تراکم ۸۵ درصد [°]	۰	مقاومت کششی [°]	۰	مقاومت کششی [°]

جدول ۳: مشخصات مسلح کننده در مدل سازی فیزیکی [۳] و مدل سازی عددی

مشخصات مسلح کننده در مدل سازی عددی			مشخصات مسلح کننده در مدل سازی فیزیکی		
ابعاد میز لرزه	ابعاد اصلی	شاخص خصوصیات مسلح کننده	میز لرزه	نمونه اولیه	شاخص خصوصیات مسلح کننده
۸۸۳۰	۷۷۵۰	چگالی [kg/m <sup>3</sup> ]	فسفر- برنز	استیل	جنس تسمه های مسلح کننده
۰/۴	۴	ضخامت تسمه های مسلح کننده (mm)	۰/۴	۴	ضخامت تسمه های مسلح کننده (mm)
۵	۵۰	عرض تسمه های مسلح کننده (mm)	۵	۵۰	عرض تسمه های مسلح کننده (mm)
۰/۰۷۵	۰/۷۵	عرض محاسباتی (m)	۰/۴۶	۰/۳۷	ازدیاد طول در بار کششی نهایی [%] $\epsilon_{II}$
۱۰	۱۰	تعداد تسمه ها (خارج از صفحه)	۶۱/۵۵	۵۰۲/۵۲	بار کششی نهایی در واحد سطح [MPa] $T$
۹۳/۱	۲۰۰	مدول الاستیک هر عرض محاسبه (خارج از صفحه) [GPa]	۱۴/۲۹	۱۳۵/۹۷	سختی کششی مقطعی در $\epsilon_{II}$ ، E [GPa]
۶۱/۵۵	۵۰۲/۵۶	محدودیت نیروی کششی نوار [MPa] (stryield)	۰/۰۷	۷/۱۹	مقاومت بیرون زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلو پاسکال
۰	۰	محدودیت نیروی فشاری نوار [MPa] (strcomp)	۰/۰۹	۸/۹۵	مقاومت بیرون زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلو پاسکال
۱/۵	۱/۵	ضریب اصطکاک ظاهری اولیه ( $f_0^*$ )	۰/۵۷	۰/۴۷	جابجایی بیرون زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلو پاسکال
۰/۷۲۷	۰/۷۲۷	حداقل ضریب اصطکاک ظاهری ( $f_1^*$ )	۰/۴۳	۰/۳۵	جابجایی بیرون زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلو پاسکال
۷	۷۰	تنش همه جانبه انتقالی [kPa] (Sig 0)			
۸۳۱	۸۳۱	سختی برشی تسمه / اینترفیس Strkbond [kPa]			
۳۰۰۰	۳۰۰۰	چسبندگی تسمه / اینترفیس Strsbond [Pa]			

در مرور مطالعات پیشین مشاهده می شود که تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به طول تسمه ها وابسته بوده و کاهش طول تسمه از  $0/7H$  به  $0/5H$  باعث افزایش ناگهانی جابجایی های دیوار خاک مسلح پشت به پشت خواهد شد [۳، ۳۲]. این نسبت بحرانی مشابه با توصیه ادبیات فنی موجود در زمینه دیوارهای خاک مسلح یک طرفه در شرایط لرزه ای است [۲۴، ۳۳]. همچنین طول بحرانی مسلح کننده ها  $0/4$  تا  $0/9$  ارتفاع دیوار توصیه شده است [۳۴]. با در نظر داشتن طول بحرانی تسمه و مقدار همپوشانی موثر در کاهش تغییر شکل های دیوار، ابتدا به منظور اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد و مقیاس میز لرزه با طول تسمه  $0/65H$  (۳۹ سانتی متر) تهیه شده است. در ادامه پس از انجام صحت سنجی، برای انجام مطالعات پارامتری، دو مدل در ابعاد بزرگ مقیاس با نسبت عرض به ارتفاع واحد برای اعمال اثر اندرکنشی دیوارها نسبت به یکدیگر ساخته شده است. در مدل اول (A)، طول تسمه  $3/9$  متر ( $0/65H$ ) و طول همپوشانی  $1/8$  متر ( $0/3H$ ) و در مدل دوم (B) طول تسمه  $5/1$  متر ( $0/85H$ ) و طول همپوشانی  $2/1$  متر ( $0/7H$ ) در نظر گرفته شده است. به منظور شبیه سازی تسمه های فولادی از دستور استریپ<sup>۲۷</sup> در برنامه FLAC استفاده شده است. مدل رفتاری این المان از نوع الاستوپلاستیک با قابلیت تحمل نیروهای محوری و مدل سازی غیرخطی اندرکنش تسمه و خاک می باشد. با استفاده از تعریف عرض

محاسباتی و تعداد استریپ در جهت خارج از صفحه در این دستور، خصوصیات عناصر تسلیح به صورت خودکار با یک الگوی منظم در عرض مدل و در بعد سوم دیوار توزیع می‌شوند. همچنین رفتار برشی سطح مشترک خاک - تسمه‌ها توسط یک پوش گسیختگی برشی غیرخطی که براساس تنش همه‌جانبه تغییر می‌کند، تعریف می‌شود [۳۱]. پدیده اتساع خاک متراکم در هنگام گسیختگی توسط خاک اطراف محدود و باعث افزایش موضعی فشار عمودی و کاهش فشار افقی می‌شود. اعمال این پدیده سه‌بعدی در روش‌های طراحی دو بعدی، به وسیله تعریف ضریب اصطکاک ظاهری انجام می‌شود [۳۵]. به دلیل محدودیت اثر اتساع، این ضریب با افزایش تنش همه‌جانبه کاهش می‌یابد و مقدار آن بین ضریب اصطکاک ظاهری اولیه ( $f_0$ ) و حداقل ضریب اصطکاک ظاهری ( $f_1$ ) از سطح توده خاک تا عمق ۶ متر متغیر است [۳۶]. از آنجایی که پارامترهای توابع اندرکنشی از نتایج آزمایش بیرون کشیدگی تسمه‌ها استخراج می‌شوند، در شبیه‌سازی اینترفیس<sup>۲۸</sup> بین خاک و تسمه فلزی، به مقادیر حاصل از آزمایش‌های بیرون‌زدگی تحقیق عبدالوهاب و همکارانش [۳۷] استناد شده است. علاوه بر این، برای شبیه‌سازی نما، از المان دوبعدی تیر با وزن مخصوص ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول الاستیسیته ۲۰ گیگاپاسکال استفاده شده است. این المان با قابلیت تحمل نیروهای خمشی، برشی و محوری و مدل رفتاری الاستوپلاستیک می‌تواند گزینه مناسبی جهت مدل سازی رفتار قطعات بتنی نما باشد [۳۱].

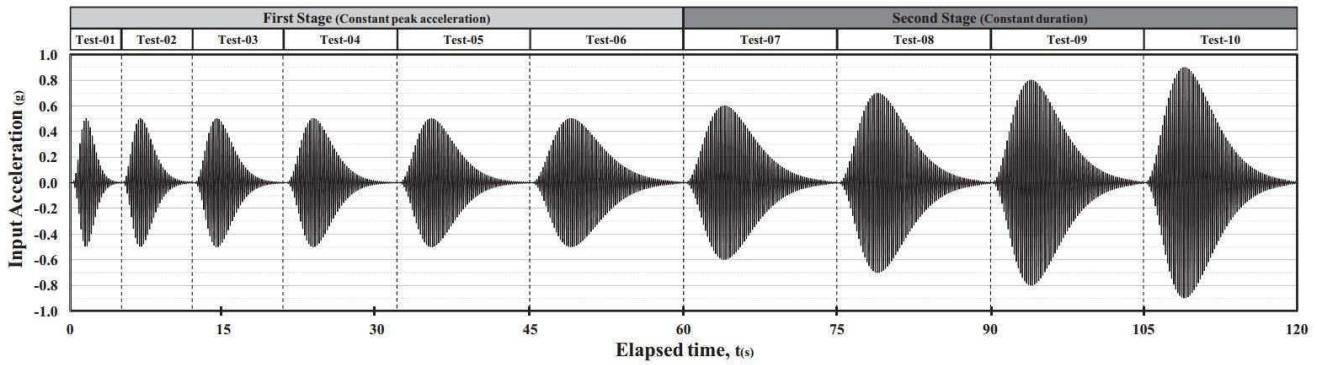
برای شبیه‌سازی اندرکنش بین خاکریز و نما از یک لایه نازک خاک با مقاومت برشی و سختی کاهش یافته که به طور مستقیم بین عناصر قرار گرفته، به‌عنوان اینترفیس استفاده شده است. این رابطه‌ها به صورت خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک با معیار شکست مور کولمب مدل‌سازی می‌شوند. در این معیار، تنش برشی عناصر رابط به صورت خطی با افزایش جابجایی نسبی افزایش یافته و در حداکثر تنش برشی شروع به تسلیم می‌کند. تنش برشی حداکثر با رابطه زیر قابل محاسبه است [۳۸]:

$$\tau_{\max} = C_{\text{int}} + \sigma'_n \Phi'_{\text{int}} \quad (1)$$

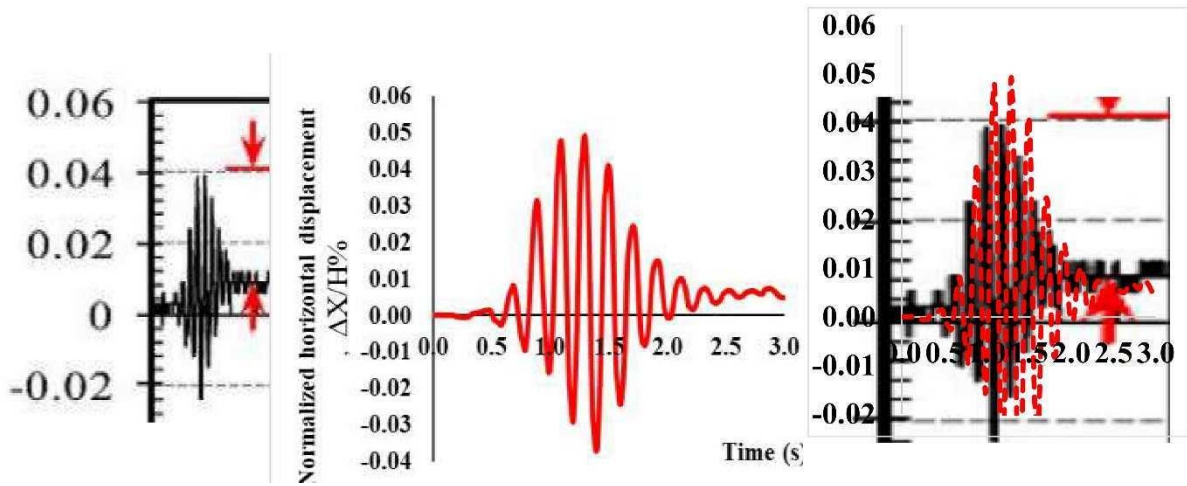
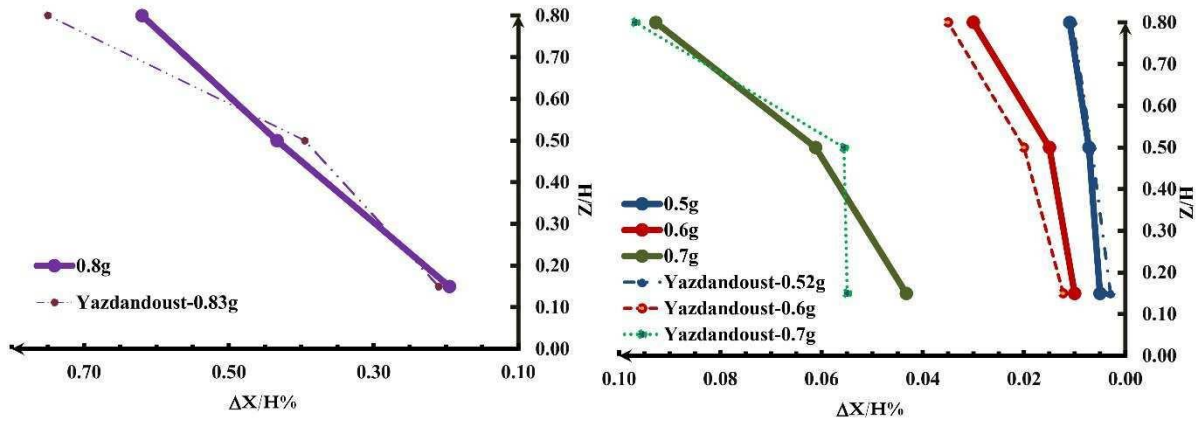
که در آن،  $C_{\text{int}}$ ، چسبندگی اینترفیس؛  $\sigma'_n$ ، تنش عمودی موثر و  $\Phi'_{\text{int}}$ ، زاویه اصطکاک داخلی اینترفیس است که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Phi'_{\text{int}} = \tan^{-1}(C_{\text{rf}} \tan \Phi_i) \quad (2)$$

$C_{\text{rf}}$ ، فاکتور کاهشی و  $\Phi_i$  زاویه اصطکاک داخلی خاک است. برای این منظور، ضریب کاهش ۰/۶۷ برای محاسبه زاویه اصطکاک اینترفیس بین خاکریز و نما استفاده شده است [۴۰-۳۸]. همچنین زاویه اتساع اینترفیس صفر در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی مرزهای عددی در حالت استاتیکی، مرزهای کناری در جهت افقی ثابت و در جهت عمودی آزاد در نظر گرفته شدند تا پی در اثر وزن خاکریز اجازه نشست داشته باشد. اما مرزهای پایینی مدل در هر دو جهت افقی و عمودی، ثابت شده است. در تحلیل دینامیکی به منظور جلوگیری از بازتاب امواج به داخل مدل، توده نیمه بینهایت خاک در مرزهای کناری به صورت مرزهای آزاد<sup>۲۹</sup> تعریف شده است. همچنین مرز تحتانی به دلیل شبیه‌سازی با شرایط مرزی میز لرزه، به صورت گیردار مدل شده است. بنا به توصیه راهنمای FLAC [۳۱]، مدل مورد نظر قبل از اعمال شرایط میدان آزاد در مرزهای کناری، باید تحت تعادل استاتیکی باشد. این امر، در هر مرحله از ساخت و همچنین پایان ساخت با برقراری نسبت بیشترین نیروی نامتعادل کننده در برابر بارگذاری بین ۱ درصد تا ۰/۱ درصد، تامین شده [۳۱] و پس از صفر کردن جابجایی‌های ایجاد شده در شرایط استاتیکی، شرایط میدان آزاد به مدل اعمال شده است. همچنین در روند انجام اعتبارسنجی، مدل عددی تحت تحریک تناوبی با دامنه و زمان متغیر [۴۱] مطابق شکل ۱، قرار گرفته و پاسخ تغییر مکان ماندگار مدل در سه نقطه از نمای سمت چپ دیوار در مدل‌سازی عددی به همراه تاریخچه زمانی تغییر مکان بالاترین نقطه نمای دیوار با نتایج بی‌بعد شده حاصل از مدل‌سازی فیزیکی مقایسه شده است (شکل ۲). همانطور که مشاهده می‌شود نتایج مدل‌سازی عددی همخوانی نسبتاً مناسبی با نتایج آزمایش میز لرزه دارد.



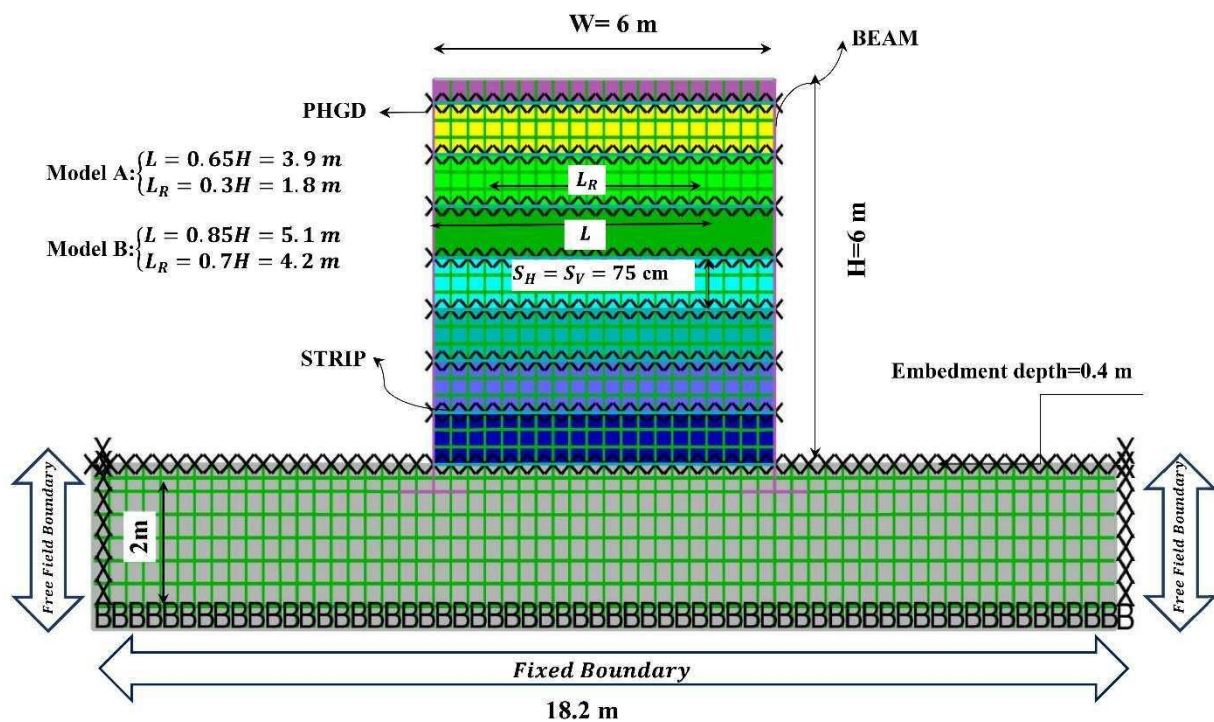
شکل ۱: امواج هارمونیک استفاده شده در مدل اعتبارسنجی [۲]



شکل ۲: نتایج اعتبارسنجی مدل سازی عددی

پس از اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد واقعی دیوار خاک مسلح پشت به پشت مطابق مراحل ساخت دیوار ساخته و تعادل استاتیکی مدل برقرار شده است (شکل ۳). در این مرحله فرکانس طبیعی مدل بزرگ مقیاس نیز با محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، مقدار  $0.45$  هرتز به دست آمده است.

با وجود اینکه برای انتخاب زلزله‌ها در تحلیل‌های تقاضای لرزه‌ای مورد نیاز تولید منحنی‌های شکنندگی، قانون مشخصی مشخص نشده است [۴۲]، اما وابستگی نتایج تحلیل دینامیکی به رکوردهای ورودی قابل انکار نیست. شوم و همکاران [۴۳] در تحقیقی انتخاب زلزله‌ها را منوط به سازگار بودن با محیط مورد مطالعه و بر اساس بزرگا و فاصله کانونی معین اعلام نمودند. سازمان مدیریت بحران ایالات متحده آمریکا، FEMA [۴۴] نیز در گزارش P695 به نحوه‌ی انتخاب مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود پرداخته و ضمن توصیه بر استفاده از حرکات نیرومند زمین به جهت پوشش احتمال فروریزش سازه‌ها، رکوردها را به دو دسته دور از گسل<sup>۳۱</sup> و نزدیک به گسل<sup>۳۲</sup> دسته‌بندی نموده است. لازم به توضیح است که جنبش زمین در نزدیک گسل تحت تأثیر مکانیزم شکست، جهت گسترش گسلش نسبت به ساختمان و تغییر مکان ماندگار زمین قرار دارد و این عوامل در مجموع سبب ایجاد دو پدیده جهت‌پذیری پیشرونده (پالس پر یود بلند قوی) در مؤلفه تاریخچه زمانی سرعت و تغییر شکل ماندگار (گام جهشی تغییر مکان) می‌شوند [۱۹، ۴۵]. به جهت بررسی اثر تخریبی تجمع انرژی حاصل از جهت‌پذیری پیشرونده، زلزله‌های میدان نزدیک انتخاب شده بر اساس توصیه راهنمای فنی FEMA<sup>۳۳</sup> دارای فاصله رومرکزی کمتر از ۱۰ کیلومتر تا گسل و حاوی پالس پر یود بلند می‌باشند [۱۹، ۴۶]. در همین راستا، دو مجموعه جداگانه از زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک هر کدام حاوی هفت رکورد از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه برکلی<sup>۳۴</sup> [۴۷]، انتخاب و مولفه افقی قوی‌تر به مدل اعمال شده است (جدول ۴ و ۵).



شکل ۳: مدل عددی با نرم افزار FLAC



جدول ۴: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان دور مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Chi-Chi	HWA002	تایوان	۱۹۹۹	۷/۶۲	۵۵/۳	۷۸۹/۱۸	۰/۰۹۵	۱۰/۱	E-W
								۰/۰۳۶	۶/۱۹	N-S
۲	Chuetsu-oki	FKSH07	ژاپن	۲۰۰۷	۶/۸	۷۷/۶۵	۸۲۸/۹۵	۰/۰۳۶۲	۱/۰۲	E-W
								۰/۰۳۹۷	۰/۶۸	N-S
۳	Duzce	Lamont 1060	ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱۴	۲۵/۷۸	۷۸۲	۰/۰۵	۶/۶۹	E-W
								۰/۰۳	۹/۳۷	N-S
۴	Molise	Sannicandro	ایتالیا	۲۰۰۲	۵/۷	۴۹/۶	۸۶۵	۰/۰۳۷	۱/۰۷	E-W
								۰/۰۳۵	۱/۲۸	N-S
۵	San Fernando	Cedar Springs Allen Ranch	آمریکا	۱۹۷۱	۶/۶۱	۸۹/۳۷	۸۱۳/۴۸	۰/۰۲۲	۱/۸۲	E-W
								۰/۰۱۵۵	۱/۱۹	N-S
۶	Tottori	HYG007	ژاپن	۲۰۰۰	۶/۶۱	۹۹/۶۴	۷۶۰/۵۴	۰/۰۳۵	۱/۳۸	E-W
								۰/۰۳۹	۱/۰۷	N-S
۷	Whittier Narrows-01	Vasquez Rocks Park	آمریکا	۱۹۸۷	۵/۵۹	۴۷/۲۵	۹۹۶/۴۳	۰/۰۶	۲/۰۳	E-W
								۰/۰۶۸	۱/۶۹	N-S

جدول ۵: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان نزدیک مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Kobe	Kobe University	ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۹	۱۰۴۳	۰/۲۸	۵۶/۱۵	E-W
								۰/۳۱	۳۴/۳۹	N-S
۲	Kocaeli	Izmit	ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵۱	۳/۶۲	۸۱۱	۰/۲۲	۳۵/۰۷	E-W
								۰/۱۶	۲۰/۲۸	N-S
۳	Sierra Madre	Mt Wilson - CIT Seis Sta	آمریکا	۱۹۹۱	۵/۶۱	۲/۶۴	۶۸۰/۳۷	۰/۲۸	۱۳/۱	E-W
								۰/۱۹	۷/۹۸	N-S
۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	آمریکا	۱۹۸۹	۶/۹۳	۸/۸۴	۱۴۲۸/۱۴	۰/۴۴	۳۰/۰۷	E-W
								۰/۵۲	۴۱/۸۵	N-S
۵	Kozani, Greece-03	Chromio Anapsiktirio	یونان	۱۹۹۵	۵/۳	۹/۹۸	۵۲۰/۱۹	۰/۱۲	۴/۳۳	E-W
								۰/۱۳	۴/۹۲	N-S
۶	Landers	Lucerne	آمریکا	۱۹۹۲	۷/۲۸	۲/۱۹	۱۳۶۹	۰/۷	۹۷/۵۵	E-W
								۰/۷	۳۱/۵	N-S
۷	Tabas	Tabas	ایران	۱۹۷۸	۷/۳۵	۱/۷۹	۷۶۶/۷۷	۰/۸۲	۹۹/۱۸	E-W
								۰/۹۳	۱۱۱/۳۵	N-S

#### ۴- منحنی‌های شکنندگی

توابع شکنندگی هر سیستم گویای فرایندهای منجر به وقوع خرابی یا شکست یک سیستم در طول یک رخداد لرزه‌ای است. این توابع احتمال تجاوز پاسخ تقاضای لرزه‌ای EDP<sup>۳۵</sup> از پاسخ حالت حدی آن سیستم LS<sup>۳۶</sup> را به ازای یک پارامتر شدت خاص حرکت نیرومند زمین IM محاسبه می‌نمایند. محاسبه EDP از طریق پاسخ آنالیز تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی آن سیستم صورت می‌گیرد که هر یک از این پاسخ‌ها از یک پارامتر IM خاص از آن تاریخچه زمانی به دست می‌آیند. رابطه بین پاسخ‌های حاصل از تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی (تقاضای لرزه‌ای EDP) و پارامترهای IM (شدت PGA و PGV) با ابزار آماری رگرسیون توصیف می‌شود.

$$\ln(\text{EDP}) = a + b \ln(\text{IM}) \quad (۳)$$

با توجه به خواص احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، ظرفیت فروریزش یا شکست سازه‌ها با استفاده از برازش توزیع احتمالاتی لوگ نرمال محاسبه می‌شود. با توزیع لوگ نرمال مقادیر منفی متغیر تصادفی حذف و احتمال شرطی اینکه در هر سطح شدت لرزه‌ای خاص، آسیبی بیش از حالت‌های آسیب برای هر سطح آسیب حدی (LS<sub>m</sub>) تجربه نماید، از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۴۸]:

$$P[\text{EDP} \geq \text{LS} | \text{IM}] = 1 - [P[\text{EDP} < \text{LS} | \text{IM}]] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(\text{LS}_m) - \lambda_x}{\xi_x}\right) \quad 0 \leq x < \infty \quad (۴)$$

که در آن  $\Phi(\cdot)$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و LS<sub>m</sub> حالت حدی خسارت در سازه و  $\lambda_x$  و  $\xi_x$  پارامترهای توزیع تصادفی متغیر جابجایی X می‌باشند. به دلیل شباهت‌های توزیع نرمال و توزیع لوگ نرمال، پارامترهای توزیع لوگ نرمال به ترتیب از دو پارامتر امید ریاضی یا میانگین<sup>۳۶</sup> (E) و انحراف معیار توزیع نرمال<sup>۳۷</sup> (Variance) محاسبه می‌شوند [۴۸].

$$\lambda_x = E(\ln x) = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \xi_x^2 \quad (۵)$$

و با توجه به رابطه کوواریانس<sup>۳۸</sup>،  $(\text{COV} = \delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x})$ :

$$\xi_x^2 = \text{Variance}(\ln x) = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) = \ln(1 + \delta_x^2) \quad (۶)$$

#### ۵- نتایج و بحث

بر اساس ادبیات فنی موجود، جابجایی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت در بالای دیوار بیشترین مقدار خود را دارا می‌باشد. بنابراین، نقطه بررسی حداکثر تغییر شکل دیوار، بر روی نمای سمت چپ و در نزدیکی تاج دیوار انتخاب شده است [۳-۱، ۱۵]. سپس منحنی‌های شکنندگی بر اساس سطوح مختلف آسیب تعریف شده بر مبنای حداکثر جابجایی افقی<sup>۳۹</sup> قسمت فوقانی نمای دیوار خاک مسلح پشت به پشت در مقابل افزایش شدت‌های لرزه‌ای PGA و PGV استخراج شده‌اند که مبین تغییرات رفتاری دیوار تا رسیدن به یک حالت شکست می‌باشند.

به منظور تکمیل مجموعه داده‌های مورد نیاز برای رسم منحنی‌های شکنندگی، ۳۸۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی با یک دستگاه لپ‌تاپ با مشخصات Intel(R) Core(TM) i7-5500U CPU @ 2.40GHz به مدت حدود ۱۳۰۰ ساعت در قالب مجموعه تاریخچه‌های زمانی بی‌بعد شده و افزایشی حداکثر شتاب و حداکثر سرعت رکوردهای منتخب (جداول ۵ و ۴) به تفکیک حوزه دور و نزدیک با گام‌های افزایشنده شدت شتاب ۰/۱g و سرعت ۱۰cm/s مدل شده است.

#### ۵-۱- بررسی کارایی<sup>۴۰</sup> و کفایت<sup>۴۱</sup> شاخص‌های پاسخ

تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به عنوان شاخص پاسخ در برگیرنده عدم قطعیت‌ها بوده و می‌بایست دو شرط کارایی و کفایت را اقناع نمایند. کارایی به معنای وجود حداقل پراکندگی پاسخ مورد نظر تحت IM مشخص است و کفایت هم بدین

معنا است که اگر IM به گونه‌ای انتخاب شود که پاسخ متناظر آن شدت مستقل از بزرگی و فاصله تا گسل باشد، مقیاس کردن رکوردها تخمین مناسب‌تری را فراهم خواهد نمود. به منظور بررسی پراکندگی داده‌ها، ضرایب رگرسیون داده‌ها به همراه ضریب تعیین  $R^2$  استخراج شده است (شکل‌های ۴ و ۵). همانطور که مشاهده می‌شود ضرایب به دست آمده نشانگر توانایی و کارایی پارامترهای شتاب (PGA) و سرعت (PGV) در جهت پیش‌بینی پارامتر حداکثر جابجایی دیوار ( $\Delta H_{max}$ ) است.

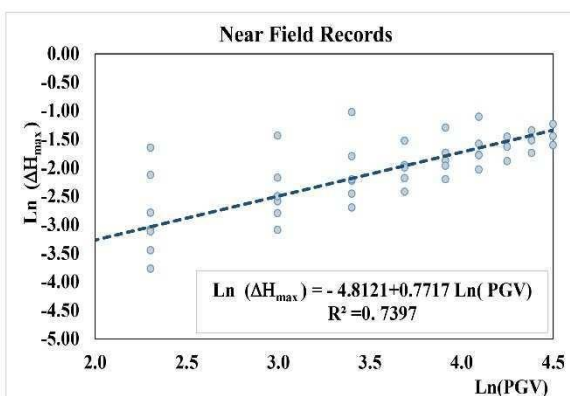
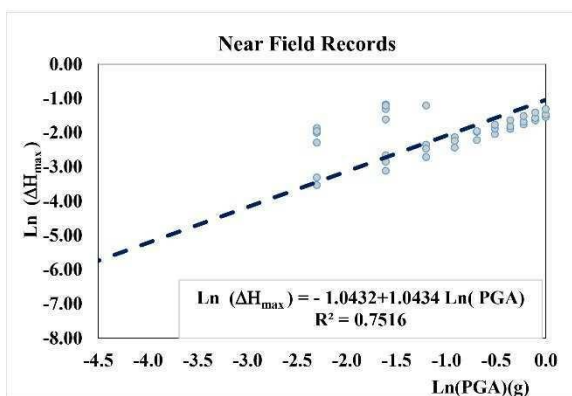
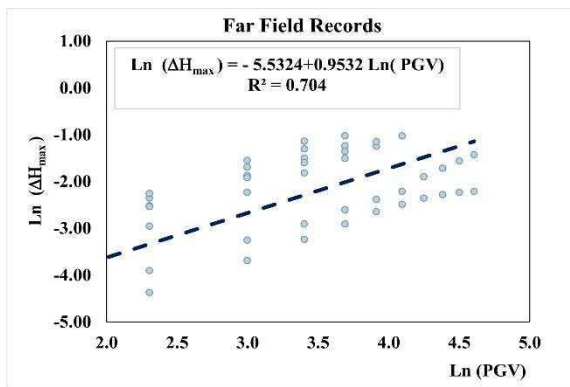
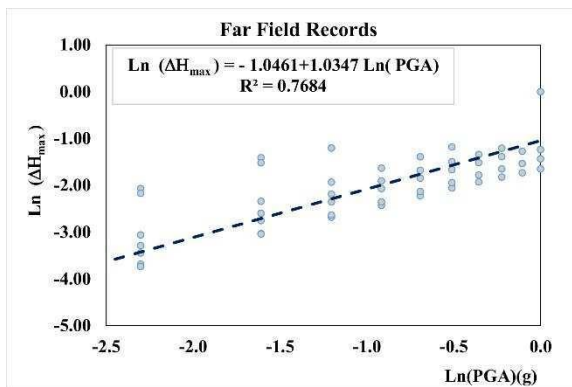
از طرفی، فرضیه صفر در آمار و احتمالات، فرضیه‌ای است که به عنوان فرض پایه یا فرض مقدماتی برای آزمون در نظر گرفته می‌شود. این فرضیه معمولاً ادعایی است که می‌بایست با استفاده از داده‌ها و آزمون‌های مختلف بررسی شود. در این مطالعه به جهت حذف مقادیر منفی از دامنه پاسخ‌ها، از فرض توزیع لوگ نرمال استفاده شده است. آزمون تعیین کفایت، روشی است جهت تشخیص این که آیا متغیر مورد بحث از تابع توزیع احتمال مفروض تبعیت می‌کند یا خیر. بدین منظور سطح اهمیت خاصی تعریف می‌شود که با اندازه آماری که از آزمایش‌های مرتبط در این زمینه استخراج شده است، مقایسه می‌شود [۵]. معمولاً مقادیری که برای این سطح اهمیت در نظر گرفته می‌شوند برابر ۰/۰۱، ۰/۰۵، و ۰/۱ یا ۰/۱ می‌باشند [۴۹] که در این مطالعه مقدار ۰/۰۵ به عنوان معیار در نظر گرفته شده است [۵۰]. این مقادیر که باعث قبول یا رد شدن فرض آزمون می‌شوند،  $P - value$  نامیده شده و با استفاده از اهمیت آماری خط برازش مانده‌های حاصل از تحلیل رگرسیون بین پارامتر نیاز مهندسی و بزرگا یا فاصله از گسل تعیین می‌شوند [۵۱]. مقدار مانده ( $\epsilon$ )، اختلاف حسابی بین تحلیل رگرسیون تک پارامتری مقادیر پاسخ شدت‌های شاخص مورد استفاده (پاسخ حداکثر جابجایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی) و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون آنها بر اساس بزرگا ( $M_w$ ) و فاصله از گسل ( $M_{Rup}$ ) است که با استفاده از رابطه ۷ محاسبه شده است. تخمین رگرسیون حاصل از آزمون آماری  $t$ -test این مانده حسابی منجر به استخراج معیار کمی اهمیت آماری  $P - value$  شده است که در شکل ۶ قابل مشاهده است. حصول مقادیر کمتر از سطح اهمیت مشخص شده ۰/۰۵ [۵۰]، برای یک شاخص شدت مشخص، آن شدت شاخص را در زمزه معیارهای شدت بی کفایت قرار خواهد داد.

$$\epsilon |_{-IM} = a_M + b_M \cdot M_w \text{ and } |_{IM} = a_R + b_R \cdot M_{Rup} \quad (7)$$

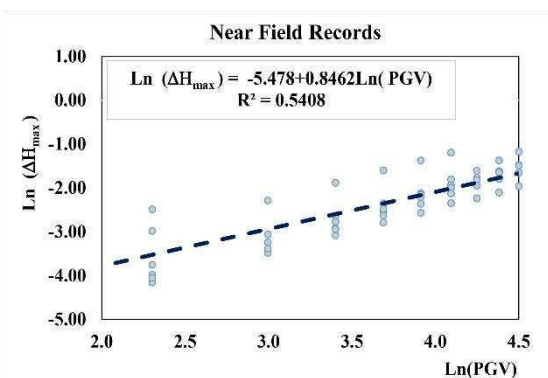
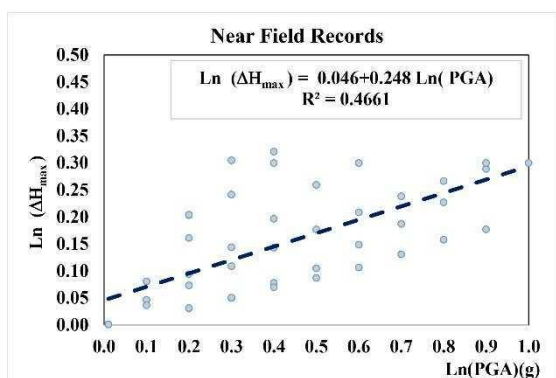
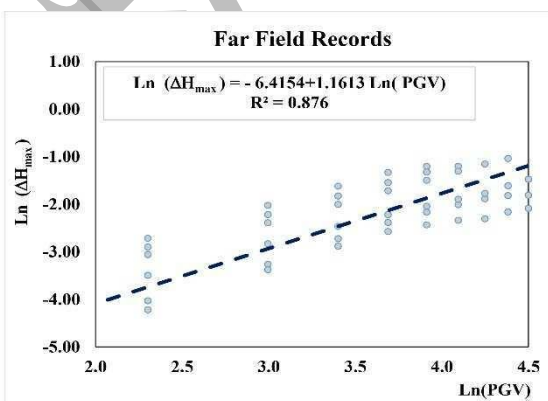
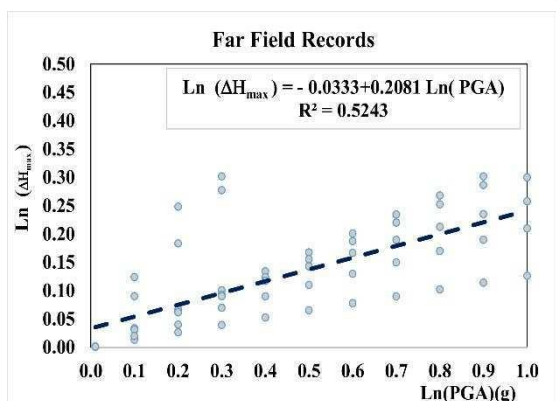
$P - value$  های استخراج شده نشان دادند که با فرض توزیع لوگ نرمال، شاخص‌های شدت شتاب و سرعت هر کدام به تنهایی از کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند. ضمن اینکه در هر دو حوزه دور و نزدیک، شاخص PGA نسبت به فاصله از گسل و شاخص PGV نسبت به بزرگای زلزله از کفایت بالاتری برخوردار است.

#### ۲-۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی

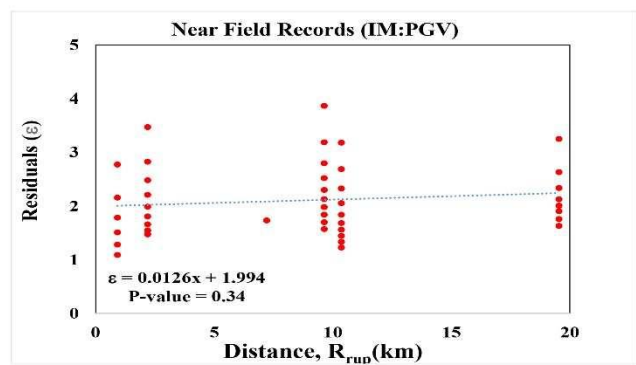
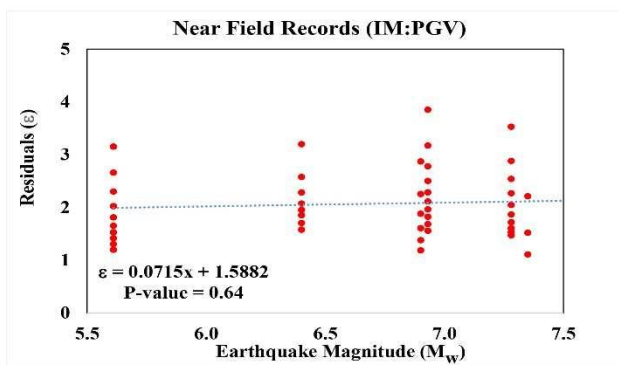
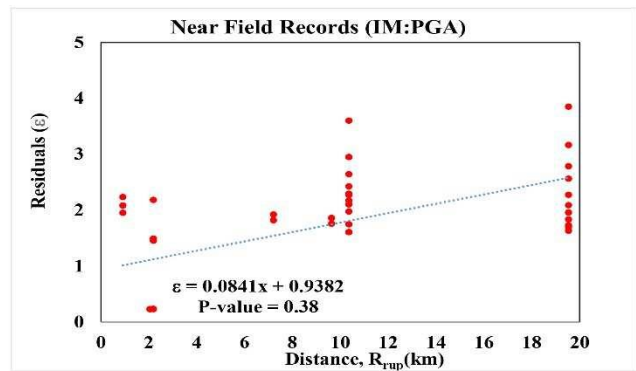
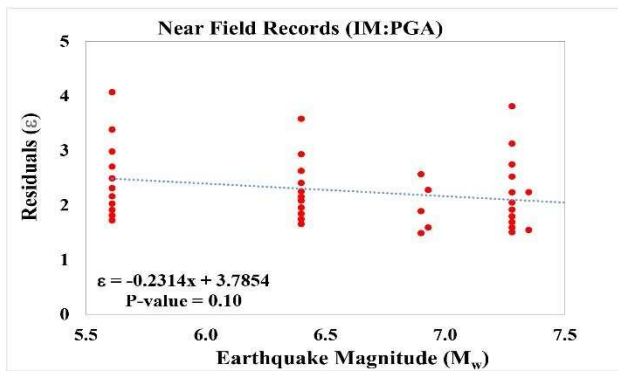
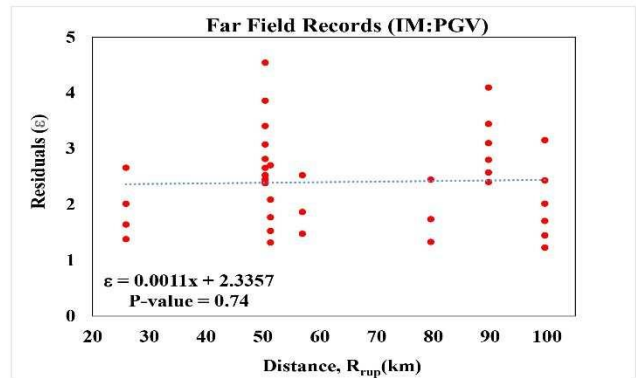
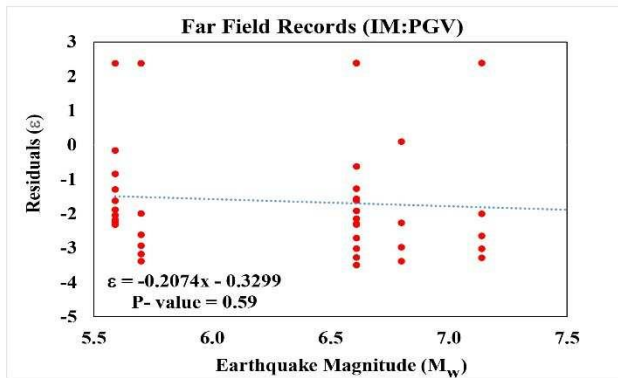
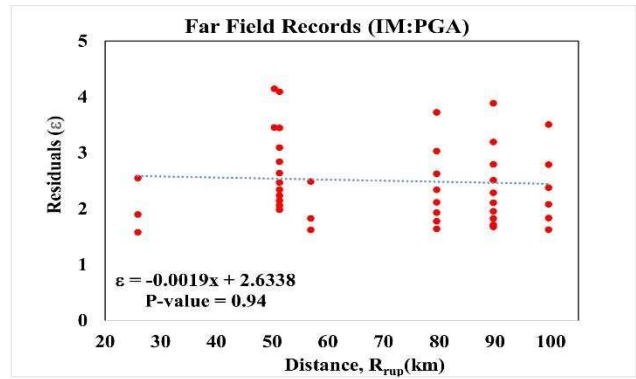
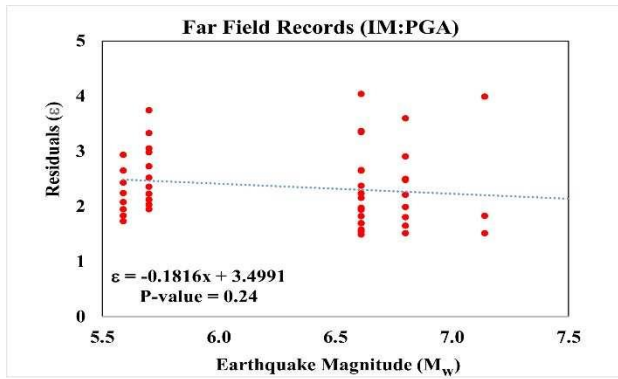
پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، به عنوان تقاضای لرزه‌ای، با معیار سطوح جابجایی انتخاب شده به عنوان ظرفیت مقایسه شده و در صورتی که تقاضا بیشتر از ظرفیت شود، برای سازه گذر از سطح عملکرد تعریف می‌شود. منحنی‌های شکنندگی استخراج شده بدین طریق بر اساس شدت‌های لرزه‌ای شتاب و سرعت با تفکیک رکوردهای نزدیک و دور از گسل در شکل‌های ۷ و ۸ ارائه شده است.



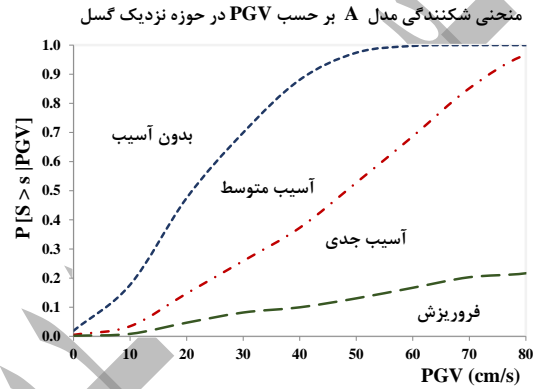
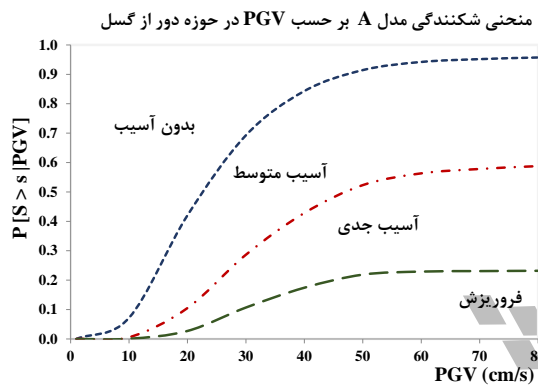
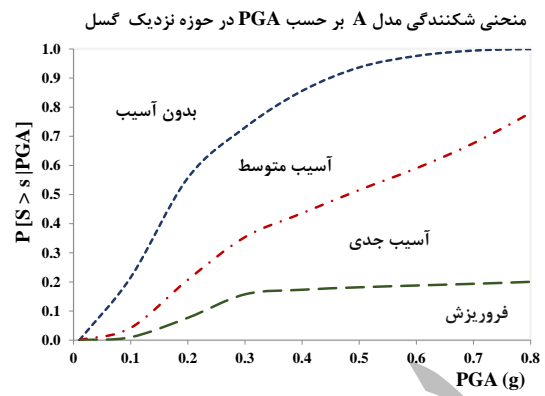
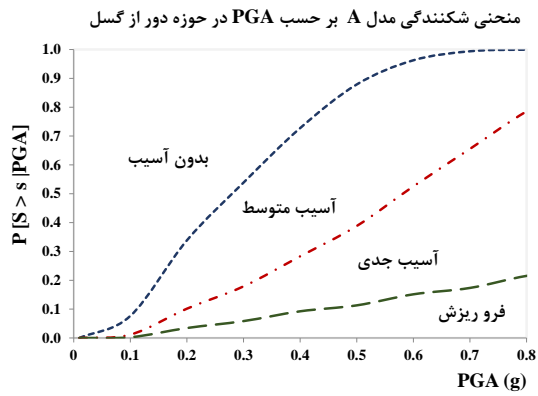
شکل ۴: بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل A



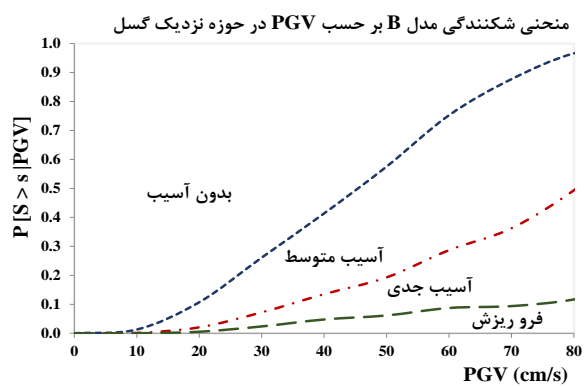
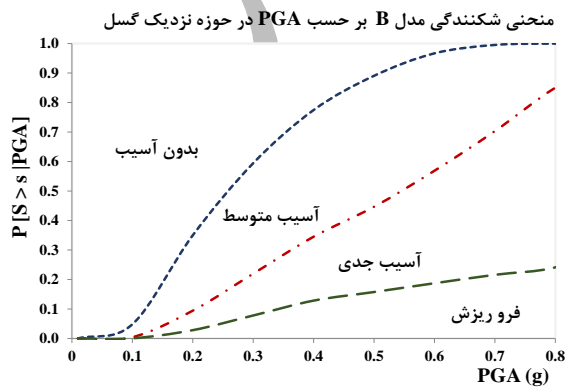
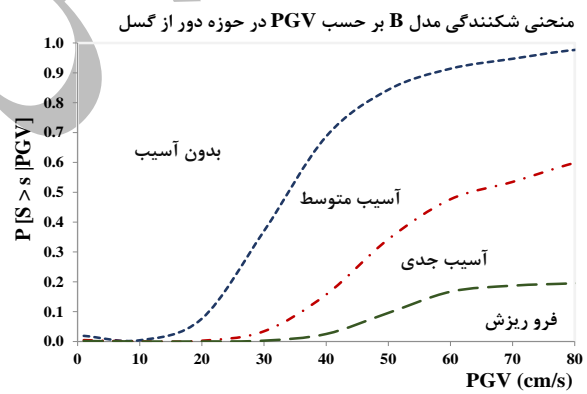
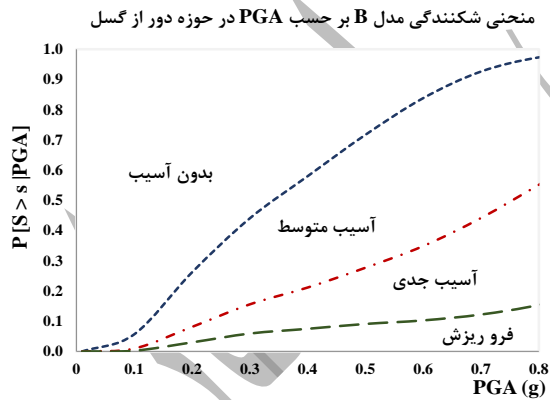
شکل ۵: بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل B



شکل ۶: بررسی کفایت شاخص‌های شدت بر حسب بزرگا و فاصله از گسل در مدل A



شکل ۷: منحنی های شکنندگی مدل A بر حسب شاخص PGA و PGV در زلزله های حوزه های دور و نزدیک



شکل ۸: منحنی های شکنندگی مدل B بر حسب شاخص PGA و PGV در زلزله های حوزه های دور و نزدیک

به طور کلی منحنی‌های شکنندگی احتمال خسارت سازه را برحسب تابعی از شدت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهند و بیانگر تغییر رفتار دیوار با افزایش شدت‌ها تا رسیدن به حالت شکست یا ظرفیت مد نظر است. به طور مثال، با وقوع زلزله‌ای به شدت  $0.5g$  در حوزه دور از گسل، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل A با میزان همپوشانی  $0.3H$ ، به احتمال حداقل ۸۵ درصد دچار آسیب متوسط، ۴۲ درصد دچار آسیب جدی شده و حداقل ۱۳ درصد احتمال فروریزش خواهد داشت. به عبارت دیگر، با وقوع زلزله‌ای به شدت  $0.5g$  در زلزله‌های حوزه دور، این دیوار ۶ متری به ترتیب ۴۲، ۸۵ و ۱۳ درصد احتمال دارد که به ترتیب جابجایی بیشتر از ۲۱، ۱۲ و ۳۰ سانتی‌متر را تجربه نماید. در حالی که در زلزله‌های حوزه نزدیک احتمال آسیب متوسط معادل ۹۲ درصد، احتمال آسیب جدی معادل ۵۰ درصد و احتمال فروریزش معادل ۲۰ درصد است. در همین راستا، اگر معیار شدت لرزه‌ای حداکثر سرعت زلزله باشد، یک زمین لرزه با حداکثر سرعت ۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه در زلزله‌های حوزه دور از گسل ۵۲، ۹۱ و ۲۲ درصد به ترتیب احتمال خواهد داشت که از سطوح آسیب متوسط، جدی و فروریزش عبور نماید. ضمن اینکه این مقادیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل به حدود ۵۳، ۹۷ و ۱۳ درصد خواهد رسید. این در حالی است که در یک رخداد لرزه‌ای با شدت  $0.5g$ ، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل B با میزان همپوشانی  $0.7H$  در زلزله‌های حوزه دور از گسل به احتمال حداقل ۷۱ درصد دچار آسیب متوسط، ۲۷ درصد دچار آسیب جدی و ۹ درصد دچار فروریزش شده و در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل، حداقل احتمال به ترتیب ۴۵، ۸۹ و ۱۶ درصد، آسیب متوسط، جدی و فروریزش را تجربه خواهد نمود. همچنین در حداکثر سرعت ۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه این مقادیر در حالت زلزله‌های میدان دور به ترتیب ۳۴، ۸۴ و ۹ درصد و زلزله‌های میدان نزدیک ۱۹، ۵۷ و ۶ درصد خواهد بود. این نمودارها همچنین نشان می‌دهند که احتمال شکست به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست به یک نزدیک خواهد شد. لازم به ذکر است، از آنجایی که آسیب‌های موضعی یک سازه گاهی اوقات بر پایداری کلی آن حاکم است، لذا در این مطالعه، پایداری داخلی دیوار از نظر مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون کشیدگی تسمه‌ها در شدت‌های لرزه‌ای که جابجایی دیوار به مقدار ۵ درصد ارتفاع دیوار (معیار فروریزش) رسیده است نیز مورد بررسی قرار گرفته و پاسخ‌هایی که از معیارهای مجاز مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون کشیدگی تسمه‌ها عبور نموده‌اند، از مجموعه پاسخ‌های مورد استفاده در استخراج منحنی شکنندگی حذف شده‌اند.

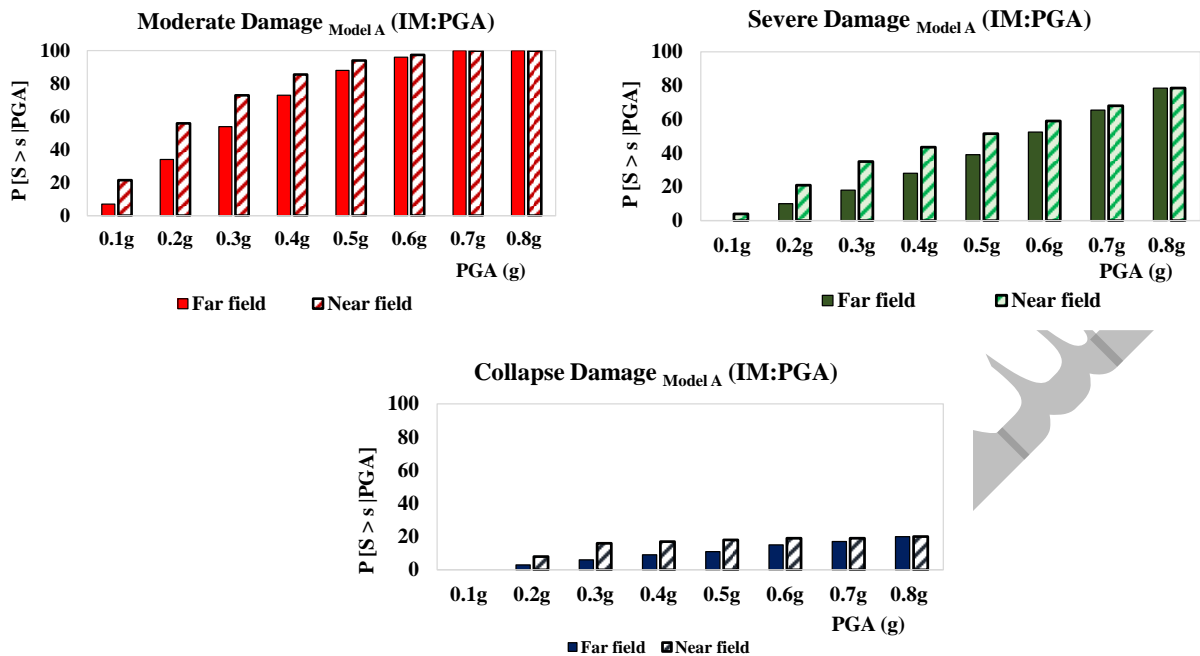
میان‌های شکنندگی یا میزان شدت و قدرت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح خرابی مختلف دو مدل این پژوهش نیز در جدول ۶ قابل مشاهده است.

جدول ۶: میان‌های شکنندگی سازه بر حسب نمودارهای شکنندگی بر حسب شاخص‌های شدت در دو حوزه دور و نزدیک گسل

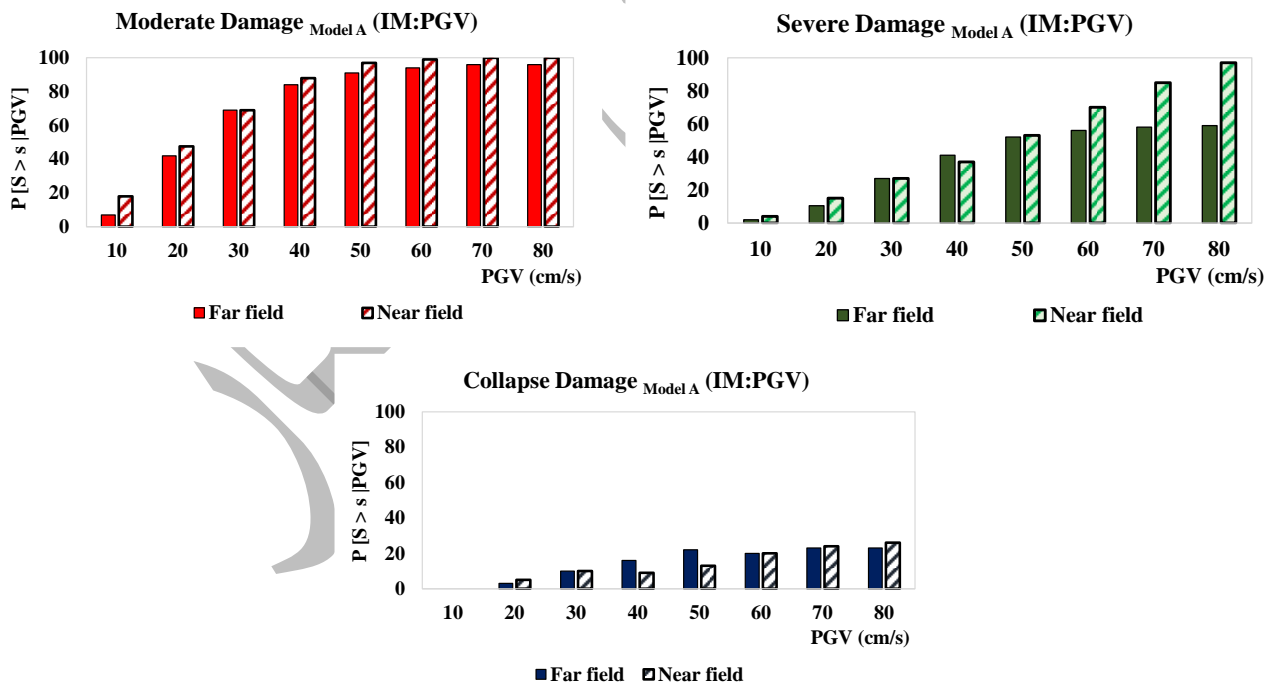
زلزله‌های میدان نزدیک		زلزله‌های میدان دور		نوع مدل	سطح آسیب
PGV( $cm/s$ )	PGA( $g$ )	PGV( $cm/s$ )	PGA( $g$ )		
۲۱	۰/۱۸	۲۳	۰/۲۸	A	آسیب متوسط
۴۶	۰/۲۵	۳۴	۰/۳۴	B	
۴۸،۵	۰/۴۸	۴۷	۰/۵۸	A	آسیب جدی
۸۰	۰/۵۵	۶۴	۰/۷۵	B	
-	-	-	-	A	فرو ریزش
-	-	-	-	B	

نگاه کلی به نتایج نشان می‌دهد که در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A، در سطح عملکردی بدون آسیب/آسیب متوسط، ۲ تا ۲۲ درصد، در سطح عملکردی آسیب متوسط/آسیب جدی، ۲ تا ۱۷ درصد و در سطح عملکردی آسیب جدی/فروریزش، ۲ تا ۱۰ درصد بیشتر بوده است (شکل ۹). در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲ تا ۱۹، ۵ تا ۳۰ و ۲ تا ۱۰ درصد می‌باشد (شکل ۱۱). از طرفی، در صورتی که ملاک استخراج منحنی شکنندگی فقط شاخص PGV باشد، نسبت افزایش احتمال آسیب در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و

۲ تا ۹ درصد است (شکل ۱۰). اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد (شکل ۱۲).

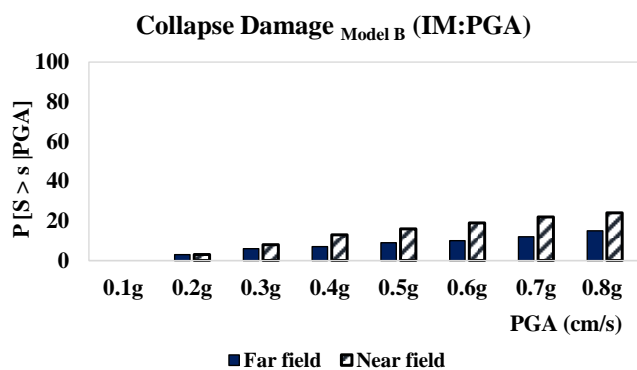
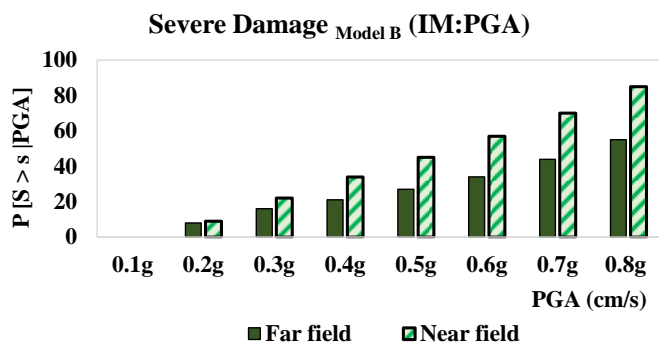
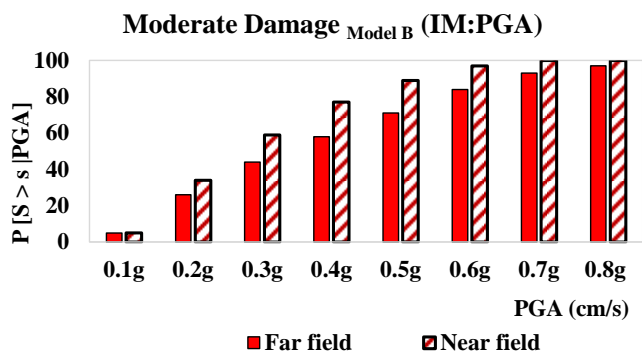


شکل ۹: مقایسه سطوح خطر مدل A بر حسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

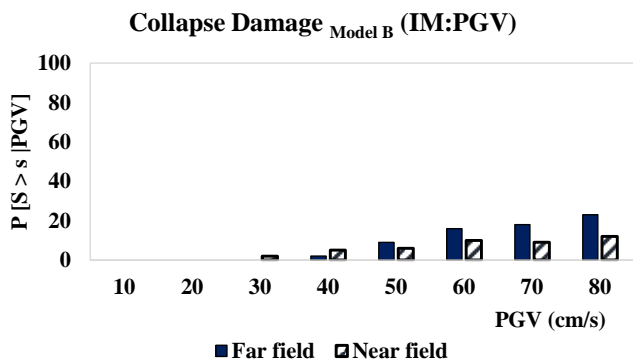
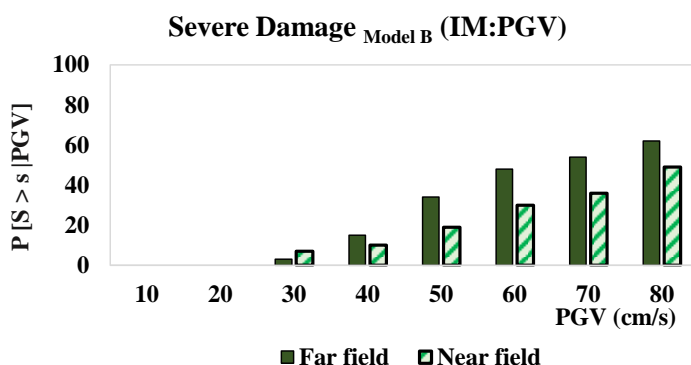
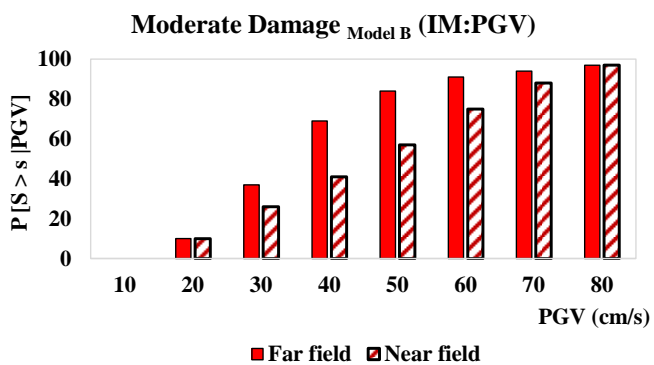


شکل ۱۰: مقایسه سطوح خطر مدل A بر حسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک





شکل ۱۱: مقایسه سطوح خطر مدل B برحسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک



شکل ۱۲: مقایسه سطوح خطر مدل B برحسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

همان‌طور که در شکل‌های ۹ تا ۱۲ ملاحظه می‌شود؛ افزایش طول همپوشانی از ۰/۶۵ ارتفاع دیوار (مدل A) به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (مدل B)، باعث کاهش بروز آسیب در سازه تا مقدار حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود ۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن این‌که روند کاهشی ریسک آسیب‌پذیری در زلزله‌های حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زلزله‌های با  $PGA \geq 0.4g$  و همچنین زمین لرزه‌های با  $PGV \leq 4 (cm/s)$  ملموس‌تر می‌باشد. این در حالی است که این تاثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل روندی معکوس دارد.

## ۶- نتیجه‌گیری

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموماً در کوله تکیه‌گاه‌های دو طرف پل‌ها و رمپ‌ها<sup>۴۴</sup> مورد استفاده قرار می‌گیرند. از طرفی، رفتار این نوع از دیوارها با توجه به جدیدتر بودن آنها نسبت به دیوارهای خاک مسلح معمولی بخصوص در شرایط لرزه‌ای، لزوم بررسی و شناخت بهتر عملکرد آنها را دوچندان می‌نماید. لذا در این مطالعه، ابتدا با ساخت مدل کوچک مقیاس با نرم افزار FLAC، بر اساس مدل فیزیکی یزدان‌دوست و همکاران [۳] اعتبار سنجی مدل عددی انجام شده و سپس شبیه‌سازی در مقیاس واقعی دیوار برای انجام مطالعات پارامتری صورت گرفته است. به جهت بررسی تغییر شکل سازه در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، تاریخچه‌های زمانی شتاب و سرعت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک ابتدا بی‌بعد شده و سپس با گام‌های افزایشی شدت شتاب  $0.1g$  و سرعت  $10 cm/s$  به مدل اعمال شده‌اند. در ادامه، پاسخ‌های تغییر شکل حاصل از تحلیل دینامیکی از نظر قناعت کارایی و کفایت شاخص‌های شدت، مورد بررسی قرار گرفته و سپس با معیار قراردادن مقادیر جابجایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به عنوان شاخص‌های خرابی، با استفاده از روابط احتمالاتی منحنی‌های شکنندگی در چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فرو ریزش تولید شده‌اند. از جمله مهم‌ترین نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت ذیل خلاصه نمود:

۱- بررسی ضرایب پراکندگی و اختلاف حسابی تحلیل رگرسیون تک پارامتری (اسکالر) بین پاسخ حداکثر جابجایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون بر اساس بزرگا و فاصله از گسل نشان داد که شاخص‌های شدت شتاب (PGA) و سرعت (PGV) از کارایی و کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند.

۲- جابجایی‌ها و احتمال شکست یا عبور از سطوح مختلف عملکرد به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست در هر دو مدل A (با طول تسمه ۰/۶۵ ارتفاع دیوار و مقدار همپوشانی ۰/۳ ارتفاع دیوار) و B (با طول تسمه ۰/۸۵ ارتفاع دیوار و مقدار همپوشانی ۰/۷ ارتفاع دیوار) دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت مورد مطالعه، افزایش یافته و به یک نزدیک می‌شود.

۳- افزایش طول مسلح‌کننده از مقدار ۰/۶۵ به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار و در نتیجه افزایش طول همپوشانی (از ۰/۳ به ۰/۷ ارتفاع دیوار) منجر به کاهش احتمال آسیب‌های لرزه‌ای تا حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود ۵۰ درصد در حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن این‌که روند کاهشی ریسک آسیب‌پذیری در حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زمین‌لرزه‌های با  $PGA \geq 0.4g$  و همچنین زلزله‌های با  $PGV \leq 4 (cm/s)$ ، ملموس‌تر است. این در حالی است که این تاثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک روندی معکوس دارد.

۴- در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور در مدل A در در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب، ۲ تا ۲۲، ۲ تا ۱۷ و ۲ تا ۱۰ درصد بیشتر می‌باشد؛ در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲ تا ۱۹، ۵ تا ۳۰ و ۲ تا ۱۰ درصد است.

۴- در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGV، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و ۲ تا ۹ درصد می‌باشد. اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف‌نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد.

هر سازه دارای منحنی شکنندگی خاص خود است که با کمک آن می‌توان احتمال خرابی سازه را بیان نمود. به عبارت دیگر، عملکرد و پاسخ لرزه‌ای هر سازه در برابر یک شدت لرزه‌ای مشخص از حرکت نیرومند زمین، منحصر به آن سازه بوده و منجر به وقوع سطح خاصی از خرابی در آن سازه می‌شود. لذا به منظور رفع محدودیت‌های موجود در این زمینه، می‌توان در ادامه این مطالعه به بررسی تغییر هندسه دیوار، نوع و نحوه چیدمان مسلح کننده‌ها، نوع و مشخصات مصالح خاگریزی، نوع نما و اتصالات آن همچنین مدل رفتاری خاک، دیگر توابع توزیع احتمالاتی، سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی و یا انتخاب پارامترهای لرزه‌ای دیگر به عنوان شاخص شدت و شاخص پاسخ اشاره نمود. از طرفی همانگونه که مشاهده شد، پارامترهای مختلف لرزه‌ای (IM)، احتمال خسارت مختلفی داشته و منحنی شکنندگی بر اساس یک پارامتر خاص لرزه‌ای به‌تنهایی نمی‌تواند معرف احتمال شکست کل سیستم سازه‌ای باشد. به بیان دیگر، بسته به اینکه کدام IM برای تحلیل شکنندگی انتخاب شده است، احتمال شکست و تفسیر آسیب‌پذیری لرزه‌ای متفاوت است و قطعاً توسعه توابع شکنندگی برداری و ترکیب شدت‌های لرزه‌ای به دلیل کاهش پراکندگی داده‌ها، عدم قطعیت‌های موجود در این زمینه را به طور منطقی کاهش خواهد داد.

## مراجع

- [1] F. S. Hardianto and K. M. Truong, "Seismic deformation of back-to-back mechanically stabilized earth (MSE) walls," in *Earth Retention Conference 3*, (2010), pp. 704-711.
- [2] M. Djabri and S. Benmebarek, "FEM analysis of back-to-back geosynthetic-reinforced soil retaining walls," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 2, pp. 1-8, (2016).
- [3] M. Yazdandoust, A. A. Samee, and A. Ghalandarzadeh, "Assessment of seismic behavior of back-to-back mechanically stabilized earth walls using 1g shaking table tests," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 155, p. 106078, (2022).
- [4] M. Soltani Mohammadi and S. Rahimi, "Probability distribution of relative displacement of two adjacent single degree of freedom systems," *Modares Civil Engineering journal*, vol. 14, no. 20, pp. 49-63, (2014) (In Persian).
- [5] A. H. Gorji, E. Darvishan, and H. Babajanian Bisheh, "A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 33, no. 3, pp. 1-15, (2020), doi: 10.22067/civil.v33i3.85472. (In Persian).
- [6] M. Maddahi, m. gerami, and H. Naderpour, "Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 4, pp. 87-104, (2019), doi: 10.22067/.v32i4.78335(In Persian).
- [7] H. Tajmir Riahi and S. M. Ommizadeh, "Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 28, no. 1, pp. 13-28, (2016), doi: 10.22067/civil.v28i1.15811(In Persian).
- [8] Y. Maruyama, F. Yamazaki, K. Mizuno, Y. Tsuchiya, and H. Yogai, "Fragility curves for expressway embankments based on damage datasets after recent earthquakes in Japan," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 11, pp. 1158-1167, (2010).
- [9] S. Argyroudis, A. M. Kaynia, and K. Pitilakis, "Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 50, pp. 106-116, (2013).
- [10] H. Alielahi and M. Rabeti Moghadam, "Fragility curves evaluation for broken-back block quay walls," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 1, pp. 1-22, (2017).
- [11] Y. Jafarian and M. Miraei, "Scalar-and vector-valued fragility Analyses of gravity quay wall on liquefiable soil: Example of Kobe port," *International Journal of Geomechanics*, vol. 19, no. 5, p. 04019029, (2019).

- [12] P. MarCom, *Seismic design guidelines for port structures*, in Working Group, (2001), no. 34.
- [13] R. M. Cosentini and F. Bozzoni, "Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 152, p. 107017, (2022).
- [14] M. Pellissetti, M.-C. Robin-Boudaoud, and P. Gehl, "Seismic Fragility Analysis Based On Vector-Valued Intensity Measures; Theory And Application To Fuel Assembly Grids," *NENE-2021*, (2021).
- [15] S. Ilbagitaher and H. Alielahi, "Seismic fragility assessment of shored mechanically stabilized earth walls," *Geomechanics and Engineering*, vol. 36, No. 3 (2024) 277-293 2024., (2024).
- [16] S. ichiro Fukushima and T. Hayashi, "Seismic risk analysis utilizing the PGA and PGV simultaneously as ground motion measures," (2009).
- [17] A. Shafieezadeh, "Seismic vulnerability assessment of wharf structures". *Georgia Institute of Technology*, (2011).
- [18] F. Mollaioli, S. Bruno, L. Decanini, and R. Saragoni, "Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering," *Pure and Applied Geophysics*, vol. 168, pp. 237-259, (2011).
- [19] H. Alielahi, Rahimi, Maryam., *Geotechnical Earthquake Engineering, Principles and Practice* ACECR Publication , AmirKabir University of Technology Branch (In Persian), (2021).
- [20] Z. Hong-wei, "Comparison of dynamic characteristics between netted and packaged reinforced soil retaining walls and recommendations for seismic design," *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 34, no. 11, pp. 2072-2080, (2012).
- [21] C.-C. Huang, S.-H. Wu, and H.-J. Wu, "Seismic displacement criterion for soil retaining walls based on soil strength mobilization," *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 135, no. 1, pp. 74-83, (2009).
- [22] J. Kuwano, Y. Miyata, and J. Koseki, "Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake," *Geosynthetics International*, vol. 21, no. 3, pp. 179-196, (2014).
- [23] J. Zhang, J. Feng, S. Xiao, and C. Liu, "Discussions on two key technical problems for seismic design of retaining structures," *Journal of Southwest Jiaotong University*, vol. 44, no. 3, pp. 321-326, (2009).
- [24] R. R. Berg, B. R. Christopher, and N. C. Samtani, *Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes*, FHWA, Washington, DC, Report No. FHWANHI-10-024, (2009).
- [25] R. A. Imbsen, *AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design*. AASHTO, (2009).
- [26] G. Yang, C. Xu, and M. Zhang, "Geosynthetics reinforcement soil structure application guidance", ed: Beijing: *China Communications Press*, (2016).
- [27] PWRC, *Technical Report for PWRC Certification of Construction Material*, Products and Technique:, Tsukuba, Ibaraki, Japan (p.149) (in Japanese).( 2005).
- [28] B. S. Institution, "Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills: BS 8006-1: 2010". BSi, ( 2010).
- [29] WSDOT, "2005 Annual State Highway Collision Data Summary, " Washington State Department of Transportation, 2006-01-01 (2006).
- [30] S. Li, X. Cai, L. Jing, H. Xu, X. Huang, and C. Zhu, "Lateral displacement control of modular-block reinforced soil retaining walls under horizontal seismic loading, " *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 141, p. 106485, (2021).
- [31] F. Itasca, "*FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua*,"Version. 8.0, in, Itasca Consulting Group, Inc, ed: Minneapolis, (2016).

- [32] M. Yazdandoust, "Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 97, pp. 216-232, (2017).
- [33] V. Elias, B. R. Christopher, R. R. Berg, and R. R. Berg, *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: design and construction guidelines (updated version)*, United States. Federal Highway Administration, (2001).
- [34] J. Li, X. Li, M. Jing, and R. Pang, "Numerical Limit Analysis of the Stability of Reinforced Retaining Walls with the Strength Reduction Method," *Water*, vol. 14, no. 15, p. 2319, (2022).
- [35] F. Schlosser, "Friction in reinforced earth," in *ASCE, Convention*, (1978).
- [36] N. Norme, "NFP 94- 220- 2," *Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples- Renforcement par des armatures métalliques en treillis- Justification du dimensionnement*, (1998).
- [37] A. Abdelouhab, D. Dias, and N. Freitag, "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 29, no. 2, pp. 116-129, (2011).
- [38] Y. Jiang, J. Han, J. Zornberg, R. Parsons, D. Leshchinsky, and B. Tanyu, "Numerical analysis of field geosynthetic-reinforced retaining walls with secondary reinforcement," *Géotechnique*, vol. 69, no. 2, pp. 122-132, (2019).
- [39] C. Fan, H. Liu, J. Cao, and H. I. Ling, "Responses of reinforced soil retaining walls subjected to horizontal and vertical seismic loadings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 129, p. 105969, (2020).
- [40] R. K. Rowe and G. D. Skinner, "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation," *Geotextiles and geomembranes*, vol. 19, no. 7, pp. 387-412, (2001).
- [41] K. Hatami and R. Bathurst, "Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 3, pp. 137-157, (2000).
- [42] K. Mackie and B. Stojadinović, "Probabilistic seismic demand model for California highway bridges," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, no. 6, pp. 468-481, (2001).
- [43] N. Shome, C. A. Cornell, P. Bazzurro, and J. E. Carballo, "Earthquakes, records, and nonlinear responses," *Earthquake spectra*, vol. 14, no. 3, pp. 469-500, (1998).
- [44] C. Kircher *et al.*, *Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors*, (2010).
- [45] M. Adampira, H. Alielahi, M. Panji, and H. Koohsari, "Comparison of equivalent linear and nonlinear methods in seismic analysis of liquefiable site response due to near-fault incident waves: a case study," *Arabian Journal of Geosciences*, vol. 8, pp. 3103-3118, (2015).
- [46] B. S. S. Council, *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures*, Federal Emergency Management Agency Report, P-2082- 1, available at <https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10...>, (2020).
- [47] O. Berkeley, "PEER strong ground motion databases," *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Available: <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases> (accessed Sep. 10, 2021).» <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>, (2021).
- [48] A. Haldar and S. Mahadevan, *Reliability assessment using stochastic finite element analysis*. John Wiley & Sons, (2000).
- [49] R. E. Walpole, R. H. Myers, S. L. Myers, and K. Ye, *Probability and statistics for engineers and scientists*. Macmillan New York, (1993).

- [50] W. W. Hines, D. C. Montgomery, and D. M. G. C. M. Borrer, *Probability and statistics in engineering*. John Wiley & Sons, (2008).
- [51] N. Luco and C. A. Cornell, "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions," *Earthquake Spectra*, vol. 23, no. 2, pp. 357-392, (2007).

- 
- <sup>1</sup> Federal Highway Administration (USA)  
<sup>2</sup> Back to Back Mechanically Stabilized Earth Walls  
<sup>3</sup> Fast Lagrangian Analysis of Contina  
<sup>4</sup> Hardianto and Truong  
<sup>5</sup> Djabri and Benmebarek  
<sup>6</sup> Argyroudis et al.  
<sup>7</sup> Cosentini and Bozzoni  
<sup>8</sup> Incremental Dynamic Analysis  
<sup>9</sup> Intensity Measures  
<sup>10</sup> Engineering Demand Parameter  
<sup>11</sup> Peak Ground Acceleration  
<sup>12</sup> Fukushima and Hayashi  
<sup>13</sup> Mollaioli et al.  
<sup>14</sup> Huang et al.  
<sup>15</sup> Kuwano et al.  
<sup>16</sup> Zhang et al.  
<sup>17</sup> Sichuan disaster area  
<sup>18</sup> Zhu et al.  
<sup>19</sup> American Association Of State Highway and Transportation Officials  
<sup>20</sup> National Concrete Masonry Association (USA)  
<sup>21</sup> Modular-block  
<sup>22</sup> Public Works Research Center (Japan)  
<sup>23</sup> British Standard (British)  
<sup>24</sup> Washington State Department of Transportation (USA)  
<sup>25</sup> Li et al.  
<sup>26</sup> Mohr–Coulomb  
<sup>27</sup> Strip  
<sup>28</sup> Interface  
<sup>29</sup> Free Field Boundary  
<sup>30</sup> Federal Emergency Management Agency, P695  
<sup>31</sup> Far Field  
<sup>32</sup> Near Field  
<sup>33</sup> FEMA, P-2082- 1  
<sup>34</sup> Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion *database*  
<sup>35</sup> Engineering Demand Parameter  
<sup>36</sup> Expected value  
<sup>37</sup> Standard deviation  
<sup>38</sup> Covariance  
<sup>39</sup> Peak Horizontal Ground Displacement  
<sup>40</sup> Efficiency  
<sup>41</sup> Sufficiency  
<sup>42</sup> Ramps